بررسی اثر عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی در منحنی‌های شکنندگی سیستم قاب خمشی فولادی*

امیرحسین گرجی[۱] احسان درویشان[۲] حسین باباجانیان بیشه[۳]

چکیده *هدف از انجام این پژوهش بررسی اثر عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی مهم بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی متوسط می‌باشد. برای انجام این ارزیابی از تحلیل دینامیکی افزایشی تعمیم‌یافته استفاده شده‌است. برای مدل سازی ریاضی اثر عدم قطعیت‌های ذاتی رکوردبه‌رکورد زلزله از چهل رکورد متفاوت زلزله در حوزه‌ی دور استفاده شده‌است. برای مدل سازی اثر عدم قطعیت‌های شناختی مهم نیز، پنج پارامتر مدل‌سازی مصالح مفصل‌های پلاستیک المان‌های سازه‌ای (برای انجام تحلیل‌های غیر خطی) به‌صورت غیر قطعی و با مشخصات آماری مربوط در نظر گرفته شده‌است. سپس با استفاده از روش‌های ساده شده و کارامد تولید نمونه‌های تصادفی، پنجاه ترکیب از این پنج پارامتر تولید شده‌است و برای هر کدام از آنها (برای هر یک از این پنجاه مدل) یک دسته منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی استخراج شده‌است. نتایج این بررسی حاکی از آن است که پارامترهای دارای عدم قطعیت شناختی بیشترین تأثیر خود را بر منحنی شکنندگی متناظر با حالت حدی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) دارند. به عبارت دیگر در دو حالت حدی آستانه‌ی فروریزش (CP) و ناپایداری دینامیکی (GI) اگر امکان انجام تحلیل دینامیکی افزایشی برای تمامی پنجاه نمونه نباشد، منحنی شکنندگی مربوط به مدل میانگین جواب نسبتا قابل قبولی خواهد داشت؛ اما در مورد حالت حدی IO این‌گونه نیست و اثر عدم قطعیت‌های شناختی بسیار حائز اهمیت می‌باشد.*

واژه‌های کلیدی تحلیل دینامیکی افزایشی، منحنی‌های شکنندگی، عدم قطعیت‌های ذاتی، عدم قطعیت شناختی، قاب خمشی فولادی.

A Study on the Effect of Aleatory and Epistemic Uncertainties on Fragility Curves of Steel Moment Frames

A. Gorji E. Darvishan H. Babajanian Bisheh

Abstract *The aim of this study is to investigate the effect of aleatory and epistemic uncertainties on seismic performance of an intermediate steel moment frame. For this reason, generalized incremental dynamic analysis is employed. To model record-to-record aleatory uncertainties, 40 far-field ground motion records are utilized. Also, to model important epistemic uncertainties, 5 parameters of plastic hinge behavior are uncertainly modeled and statistical parameters are considered for these models. Then, by using effective simplified models of random variable production, 50 combination of these 5 parameters are produced and for each one of these models a bin of IDA curves are extracted. Results show that parameters with epistemic uncertainty affect fragilities of IO limit state more than other limit states. In other words, for CP and GI limit states fragilities of mean of models yield acceptable results even when incremental dynamic analysis cannot be conducted for all the 50 models. However, For IO level, the effect of epistemic uncertainties cannot be neglected.*

Key Word Incremental Dynamic analysis, Fragility curve, Aleatory uncertainties, Epistemic uncertainties, Steel moment frame.

---

* تاریخ دریافت مقاله ۹۸/۱۱/۱۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۹/۸/٦ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموخته‌ی کارشناسی ارشد، گروه عمران، واحد رودهن، دانشگاه آزاد اسلامی، رودهن.

(۲) نویسنده‌ی مسئول، استادیار، گروه عمران، واحد رودهن، دانشگاه آزاد اسلامی، رودهن.

(۳) پژوهشگر پسا دکتری، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران.

Email: darvishan@riau.ac.ir

مقدمه

حفظ ایمنی و پایداری سازه‌ها در هنگام زلزله همواره یکی از اهداف اصلی مهندسی زلزله بوده است. در این راستا آیین نامه های ساختمانی، ضوابط لرزه‌ای سخت‌گیرانه‌ای را اعمال می‌کنند تا سازه‌ها در سطوح مختلف زلزله عملکرد مورد انتظار را از خود نشان دهند و خسارت در آنها در حد قابل قبول باشد. با این حال در چندین زلزله‌ی اخیر در سازه‌هایی خسارات زیاد رخ داد که با آخرین ویرایش آیین‌نامه‌ها طراحی شده بودند [1]. این مشکل پرسش‌های زیادی را در خصوص کارا مد بودن روش های طراحی موجود ایجاد کرد و نشان داد که عدم قطعیت‌های موجود، که در طراحی سازه ها به‌روش های موجود لحاظ نمی‌شود، تأثیر به سزایی در عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها دارد [2-4]. بر این اساس تاکنون تحقیقات زیادی درجهت توسعه‌ی نگرش احتمالاتی در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها و مدل سازی عدم قطعیت‌ها انجام شده‌است که در آنها عمدتا این عدم قطعیت‌ها به دو بخش عدم قطعیت‌های ذاتی (aleatory) و شناختی (epistemic) تفکیک شده‌است [5].

یکی از ابزارهایی که به‌شکل گسترده در تحلیل عدم قطعیت‌ها به‌کار برده شده‌است روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) می‌باشد. با این حال این روش تنها عدم قطعیت‌های ذاتی (رکورد به رکورد) را مدل می کند. روش تحلیل دینامیکی فزاینده‌ی تعمیم یافته [6] (extended IDA) ابزاری است که به تازگی برای مدل‌سازی عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی توسعه یافته‌است و تاکنون در تعدادی از تحقیقات از آن استفاده شده‌است.

شینوزکو و همکاران [7] یک شیوه‌ی آماری برای محاسبات منحنی‌های شکنندگی ارائه کردند که در آن، هم از توابع تحلیلی و هم از توابع تجربی شکنندگی استفاده شد. ایشان از تابع چگالی احتمال لوگ نرمال استفاده کردند تا پارامترهای این منحنی‌ها را بااستفاده از روش تخمین احتمال حداکثر (MLE) محاسبه کنند و نتایج به‌دست‌آمده را با نتایج ارائه‌شده از روش خود بیان نمایند. درضمن آنها از تست‌های آماری نیز استفاده کردند تا فاصله‌ی اطمینان هر یک از پارامترهای تابع چگالی لوگ نرمال را محاسبه کنند.

بنرجی و شینکوزو [8] یک روش نوین برای محاسبه‌ی منحنی‌های شکنندگی پل‌های بتنی ارائه کردند. آنها نتایج کار خود را با آسیب‌های ناشی از زلزله‌ی نورتریج کالیبره کردند.

سلیک و الینگوود [9] عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی را بااستفاده از منحنی‌های شکنندگی ارزیابی کردند. آنها با مدل‌سازی عدم قطعیت‌های مربوط به مصالح بتن، از یک تابع پاسخ لرزه‌ای با درنظر گرفتن خرابی‌های ناشی از هر رکورد زلزله استفاده کردند تا بدین ترتیب پارامترهای توابع لوگ نرمال مورد بحث را تخمین بزنند. در یک مطالعه‌ی جامع توسط دلسک [6]، اثر عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی روی عملکرد لرزه‌ای یک قاب بتنی ٤ طبقه بررسی شد. وی در این مطالعه بااستفاده از تحلیل دینامیک افزایشی تعمیم‌یافته اثر هر یک از پارامترهای عدم قطعیت را به‌تنهایی و با در نظر گرفتن ارتباط و وابستگی آنها با یکدیگر بررسی کرد.

عجمی و همکاران [10] بااستفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی تعمیم‌یافته و استفاده از روش‌های ساده شده‌ی تولید نمونه، اثر عدم قطعیت‌های پارامترهایی چون تنش تسلیم فولاد، مدول الاستیسیته‌ی فولاد، سرعت موج برشی خاک، ضریب میرایی بحرانی و ضریب کاهش مدول برشی را بر رفتار لرزه‌ای سکوی ثابت فلزی فراساحل بررسی کردند و سپس منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای را استخراج کردند.

عسگریان و اردوبادی [11] اثر عدم قطعیت‌های شناختی پارامترهایی مانند جرم، ضریب میرایی، تنش تسلیم و تنش نهایی مصالح فولاد را برروی رفتار لرزه‌ای قاب خمشی فولادی متوسط و ویژه بررسی کردند. نتایج کار آنها بیانگر آن بود که پارامترهای دارای عدم قطعیت شناختی تأثیر بیشتری روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های ویژه دارند.

ترکمنی و همکاران [12] به بررسی منحنی‌های شکنندگی مربوط به شمع‌های اسکله‌ی دریایی پرداختند.

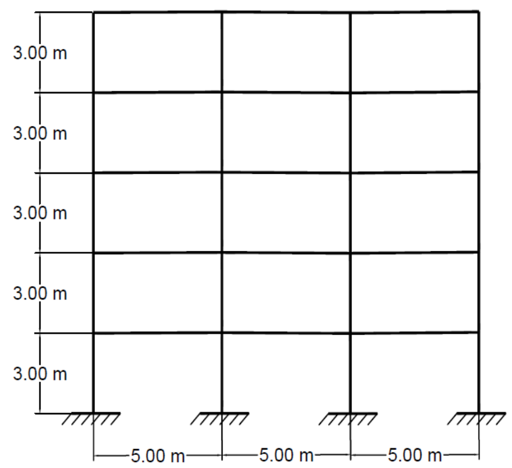
آنها در این بررسی بااستفاده از روش‌های مرسوم قابلیت اعتماد، اثر عدم قطعیت های پارامتر های متفاوتی را برروی سازه‌ی موردنظر بررسی کردند.
بهشتی اول و همکاران [۱۳] قابلیت اعتماد قاب‌های بتنی را با مدل‌سازی عدم قطعیت‌ها مورد مطالعه قرار دادند. عدم قطعیت‌های شناختی در این پژوهش شامل شکل‌پذیری و پارامتر ستون قوی- تیر ضعیف بود. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که عدم قطعیت‌ها تأثیر به‌سزایی بر سطح عملکرد CP دارد.
نادپور و همکاران [۱٤] با در نظر گرفتن بزرگا، محل وقوع زلزله، شدت جنبش زمین در محل سازه به‌عنوان متغیر احتمالاتی، عملکرد قاب های خمشی فولادی به‌سازی‌شده با مهاربند را بررسی کردند. نتایج نشان داد که خطای مدل شدت جنبش زمین و خطای مدل بزرگا بیشتر تأثیر را در برآورد خسارت سازه دارند.
کیهانی و همکاران [15] عدم قطعیت در تنش تسلیم، مدول الاستیسیته، جرم و مرایی را در قاب‌های دارای میراگر جرمی مورد بررسی قرار داد ند. تحلیل های شکنندگی نشان دادند که تغییرات جرم و میرایی تأثیر بیشتری بر پاسخ سازه دارند.

به‌طور کلی رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی وابسته به رفتار مفاصل پلاستیکی است که در قاب تشکیل می‌شود. بدین ترتیب لحاظ کردن عدم قطعیت در رفتار این مفاصل می‌تواند منجر به طراحی واقع‌بینانه‌تری شود و قابلیت اطمینان این سازه‌ها را دربرابر زلزله افزایش دهد.

در تحقیقات نام‌برده بیشتر اثرات مقاومت مصالح، پارامترهای مهندسی مصالح، سختی، میرایی، شکل‌پذیری و پارامترهای جنبش زمین بر عدم قطعیت‌های پاسخ سازه‌ی مورد بررسی قرار گرفته‌است. هدف از این پژوهش بررسی اثر عدم قطعیت‌های شناختی شامل پارامترهای رفتار هیسترزیس اعضا بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی می‌باشد. درضمن اثر عدم قطعیت‌های ذاتی نیز که ناشی از پراکندگی رکوردهای مختلف زلزله می‌باشد به‌طور همزمان مورد بررسی قرار گرفته‌است. برای انجام این ارزیابی از تحلیل دینامیکی افزایشی تعمیم‌یافته استفاده شده‌است و نمونه‌های مختلف برای بررسی عدم قطعیت‌ها توسط روش‌های تولید نمونه‌های تصادفی ایجاد شده‌اند. سپس اثر عدم قطعیت های مذکور در احتمال تجاوز از حالات حدی سازه مورد بررسی قرار گرفته‌است.

مدل‌سازی و تحلیل سازه

سازه‌ی مورد استفاده در این مقاله، سازه‌ی مسکونی با ضریب اهمیت ۱ می‌باشد که در شهر تهران با نوع خاک تیپ ۳ [۱٦] واقع شده‌است. ساختمان از نوع قاب خمشی متوسط با پنج طبقه می‌باشد. در واقع این قاب، بخشی از یک سیستم سازه‌ای است که در دو جهت دارای قاب خمشی متوسط می‌باشد. ارتفاع تمامی طبقات برابر سه متر می‌باشد (شکل ۱). سازه در پلان مربع‌شکل است و دارای دهنه‌ی پنج متری می‌باشد. باتوجه به منظم بودن سازه، قاب پیرامونی سازه به‌صورت دوبعدی مدل شده‌است؛ لذا عرض بارگیر تیرها دو و نیم متر می‌باشد.



شکل ۱ قاب خمشی مورد بررسی

بارگذاری قاب برا ساس آیین‌نامه‌ی مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۷] انجام شده‌است. بار مرده و زنده‌ی طبقات به‌ترتیب برابر ۵۵۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر

مترمربع و بار بام به‌ترتیب برابر ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده‌است. بارگذاری لرزه‌ای سازه براساس روش استاتیکی معادل و طبق آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ [16] انجام شده‌است. لازم به ذکر است که این سازه‌ها برمبنای آیین‌نامه‌ی AISC 360-10 [18] طراحی شده که شباهت زیادی به آیین‌نامه‌ی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران دارد. در جدول (۱) مشخصات مقاطع نهایی قاب پنج‌طبقه ارائه شده‌است.

جدول ۱ مقاطع اعضای قاب قاب پنج‌طبقه

مقطع تیر	مقطع ستون	شماره‌ی طبقه
IPE400	BOX 320x320x10	۱ و ۲
IPE360	BOX 260x260x10	۳ و ٤
IPE300	BOX 200x200x10	۵

مدل‌سازی عددی سازه

برای مدل‌سازی عددی سازه از نرم‌افزار OpenSees [19] استفاده شده‌است. برای تبدیل مختصات محلی به مختصات کلی از روش Corotational استفاده شده‌است تا بدین ترتیب کمانش اعضا، سختی هندسی، تغییر شکل‌های بزرگ و به‌طورکلی رفتار غیرخطی هندسی اعضا نیز مدل شود. برای مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون از المان elasticBeamColumn استفاده شده‌است. میرایی سازه به‌صورت میرایی رایلی درنظر گرفته شده‌است.

$$[c] = \alpha[M] + \beta[K] \qquad (۱)$$

که در آن [c] ماتریس استهلاک کل سیستم، [M] ماتریس جرم کل سیستم، [K] ماتریس سختی کل سیستم و ضرایب α و β نیز همان ضرایب استهلاک رایلی می‌باشند [۱۷]. این ضرایب از رابطه‌ی (۲) به‌دست آمده‌اند.

$$\alpha = \xi\frac{۲\omega_i\omega_j}{\omega_i+\omega_j}\ , \ \beta = \xi\frac{۲}{\omega_i+\omega_j} \qquad (۲)$$

که مقادیر فرکانس مود اول و سوم سازه به‌ترتیب به‌عنوان ω_i و ω_j در نظر گرفته شده‌اند. برای محاسبه‌ی هر یک از این فرکانس‌ها آنالیز مودال برروی سازه انجام شده‌است و فرکانس مودهای ارتعاش سازه محاسبه شده‌اند. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح از فنرهای متمرکز در محل اتصالات تیر و ستون استفاده شده‌است، بدین صورت که در این محل‌ها با استفاده از المان zerolength فنرهایی به سازه تخصیص داده می‌شود. منحنی رفتار لنگر- چرخش مفاصل پلاستیک برمبنای مدل اصلاح‌شده‌ی ایبارا و کراوینکلر می‌باشد (مصالح Bilin) [20]. شرح کامل فرضیات این روش در مرجع [21] ارائه شده‌است.

نحوه‌ی انتخاب رکورد

در این تحقیق برای مدل‌سازی عدم قطعیت‌های ذاتی زلزله در تحلیل دینامیکی افزایشی، از یک مجموعه مشتمل بر چهل رکورد زلزله‌ی دور از گسل استفاده‌شده‌است. نحوه‌ی انتخاب رکوردها بدین صورت است که میانه‌ی طیف پاسخ مؤلفه‌ها درراستای افقی آن‌ها با یک طیف پاسخ هدف از قبل پیش‌بینی‌شده از روابط کاهندگی منطبق باشد. لازم به ذکر است طیف پاسخ‌های درنظر گرفته‌شده مربوط به شهر تهران است و در محدوده‌ی زمان تناوب مود اول ارتعاشی هر سازه منطبق بر طیف طراحی آن سازه می‌باشد [23]. کلیه‌ی رکوردها از پایگاه داده‌ی PEER-NGA [24] استخراج شده‌اند.

این رکوردها با هدف تحلیل و طراحی برای سازه‌ی خاصی انتخاب نشده‌اند و پراکندگی شکل طیف پاسخ آنها به‌گونه‌ای است که زلزله‌هایی با طیف‌های پاسخ متمایز در این مجموعه رکورد وجود داشته باشند تا مشخصات تصادفی رکورد زلزله در این مجموعه لحاظ شود. نام و مشخصات اصلی این مجموعه رکورد در جدول (۲) آورده شده‌است.

جدول ۲ مجموعه رکوردهای انتخابی مربوط به حوزه‌ی دور زلزله [24]

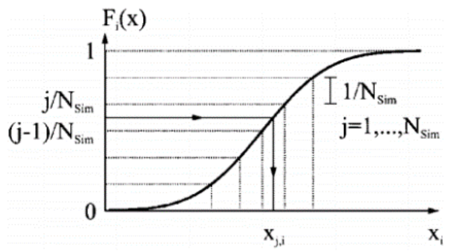
شماره	شماره‌ی NGA	نام زلزله	سال	ایستگاه	M	R (km)	V_s30 (m/s)	PGA (m/s^2)
١	٢٣١	Mammoth Lakes–01	١٩٨٠	Long Valley Dam (Upr L Abut)	٦,١	١٥,٥	٣٤٥	٠,٤٣
٢	١٢٠٣	Chi-chi, Taiwan	١٩٩٩	CHY036	٧,٦	١٦,١	٢٣٣	٠,٢٧
٣	٨٢٩	Cape Mendocino	١٩٩٢	Rio Dell Overpass – FF	٧,٠	١٤,٣	٣١٢	٠,١٤
٤	١٦٩	Imperial Valley–06	١٩٧٩	Delta	٦,٥	٢٢,٠	٢٧٥	٠,٣٥
٥	١١٧٦	Kocaeli, Turkey	١٩٩٩	Yarimca	٧,٥	٤,٨	٢٩٧	٠,٣٣
٦	١٦٣	Imperial Valley–06	١٩٧٩	Calipatria Fire Station	٦,٥	٢٤,٦	٢٠٦	٠,١٣
٧	١٢٠١	Chi-chi, Taiwan	١٩٩٩	CHY034	٧,٦	١٤,٨	٣٧٩	٠,٣٠
٨	١٤٠٢	Chi-chi, Taiwan	١٩٩٩	NST	٧,٦	٣٨,٤	٣٧٥	٠,٣١
٩	١١٥٨	Kocaeli, Turkey	١٩٩٩	Duzce	٧,٥	١٥,٤	٢٧٦	٠,٣٦
١٠	٢٨١	Trinidad	١٩٨٠	Rio Dell Overpass – E Ground	٧,٢	–	٣١٢	٠,١٦
١١	٧٣٠	Spitak, Armenia	١٩٨٨	Gukasian	٦,٨	–	٢٧٥	٠,١٧
١٢	٧٦٨	Loma Prieta	١٩٨٩	Gilroy Array #4	٦,٩	١٤,٣	٢٢٢	٠,٤٢
١٣	١٤٩٩	Chi-chi, Taiwan	١٩٩٩	TCU060	٧,٦	٨,٥	٢٧٣	٠,٢٠
١٤	٢٦٦	Victoria, Mexico	١٩٨٠	Chihuahua	٦,٣	١٩,٠	٢٧٥	٠,١٥
١٥	٧٦١	Loma Prieta	١٩٨٩	Fremont – Emerson Court	٦,٩	٣٩,٩	٢٨٥	٠,١٩
١٦	٥٥٨	Chalfant Valley–02	١٩٨٦	Zack Brothers Ranch	٦,٢	٧,٦	٢٧١	٠,٤٤
١٧	١٥٤٣	Chi-chi, Taiwan	١٩٩٩	TCU118	٧,٦	٢٦,٨	٢١٥	٠,١١
١٨	٢١١٤	Denali, Alaska	٢٠٠٢	TAPS Pump Station #10	٧,٩	٢,٧	٣٢٩	٠,٣٣
١٩	١٧٩	Imperial Valley–06	١٩٧٩	El Centro Array #4	٦,٥	٧,١	٢٠٩	٠,٤٨
٢٠	٩٣١	Big Bear–01	١٩٩٢	San Bernardino E & Hospitality	٦,٥	–	٢٧١	٠,١٠
٢١	٩٠٠	Landers	١٩٩٢	Yermo Fire Station	٧,٣	٢٣,٦	٣٥٤	٠,٢٤
٢٢	١٠٨٤	Northridge–01	١٩٩٤	Sylmar – Converter Sta	٦,٧	٥,٤	٢٥١	٠,٩٢
٢٣	٦٨	San Fernando	١٩٧١	LA – Hollywood Stor FF	٦,٦	٢٢,٨	٣١٧	٠,٢٢
٢٤	٥٢٧	N. Palm Springs	١٩٨٦	Morongo Valley	٦,١	١٢,١	٣٤٥	٠,٢٢
٢٥	٧٧٦	Loma Prieta	١٩٨٩	Hollister – South & Pine	٦,٩	٢٧,٩	٣٧١	٠,٣٧
٢٦	١٤٩٥	Chi-chi, Taiwan	١٩٩٩	TCU055	٧,٦	٦,٤	٢٧٣	٠,٢٤
٢٧	١١٩٤	Chi-chi, Taiwan	١٩٩٩	CHY025	٧,٦	١٩,١	٢٧٨	٠,١٦
٢٨	١٦١	Imperial Valley–06	١٩٧٩	Brawley Airport	٦,٥	١٠,٤	٢٠٩	٠,٢٢
٢٩	١٢٣٦	Chi-chi, Taiwan	١٩٩٩	CHY088	٧,٦	٣٧,٥	٢٧٣	٠,٢١
٣٠	١٦٠٥	Duzce, Turkey	١٩٩٩	Duzce	٧,١	٦,٦	٢٧٦	٠,٥١
٣١	١٥٠٠	Chi-chi, Taiwan	١٩٩٩	TCU061	٧,٦	١٧,٢	٢٧٣	٠,١٥
٣٢	٨٠٢	Loma Prieta	١٩٨٩	Saratoga – Aloha Ave	٦,٩	٨,٥	٣٧١	٠,٥١
٣٣	٦	Imperial Valley–02	١٩٤٠	El Centro Array #9	٧,٠	٦,١	٢١٣	٠,٢٨
٣٤	٢٦٥٦	Chi-chi, Taiwan–03	١٩٩٩	TCU123	٦,٢	٣١,٨	٢٧٣	٠,٠٧
٣٥	٩٨٢	Northridge–01	١٩٩٤	Jensen Filter plant	٦,٧	٥,٤	٣٧٣	٠,٦١
٣٦	٢٥٠٩	Chi-chi, Taiwan–03	١٩٩٩	CHY104	٦,٢	٣٥,١	٢٢٣	٠,١٠
٣٧	٨٠٠	Loma Prieta	١٩٨٩	Salinas – John & work	٦,٩	٣٢,٨	٢٧١	٠,١١
٣٨	٧٥٤	Loma Prieta	١٩٨٩	Coyote Lake Dam (Downst)	6.9	٢٨,٨	٢٩٥	٠,١٨
٣٩	١١٨٣	Chi-chi, Taiwan	١٩٩٩	CHY008	٧,٦	٤٠,٤	٢١١	٠,١٣
٤٠	٣٥١٢	Chi-chi, Taiwan–06	١٩٩٩	TCU141	٦,٣	٤٥,٧	٢١٥	٠,١٥

روش ابر مکعب لاتین

از آنجا که حجم محاسبات در شبیه‌سازی به‌روش مونت کارلو (MC) [25] بسیار زیاد است، الگوریتم‌های ساده‌شده‌ی بسیاری شکل گرفته‌اند تا در عین حفظ قابلیت اعتماد، حجم محاسبات لازم کاهش یابد. یکی از این روش‌ها روش ابر مکعب لاتین (LHS) [26] می‌باشد که در ادامه توضیح داده شده‌است. در این روش ناحیه‌ی انتگرال‌گیری به تعدادی زیرناحیه‌ی منظم تقسیم‌بندی می‌شود. به عبارت دیگر در این روش از تقسیم‌بندی منظم تابع توزیع احتمال مربوط به متغیر تصادفی X_i استفاده می‌شود تا به تعداد N_{Sim} ترکیب از متغیرهای تصادفی تولید شود. در واقع X_{ij} بیانگر مقدار مربوط به نمونه‌ی jام از متغیر تصادفی iام می‌باشد که توسط رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

$$x_{j,i} = F_i^{-1}(p_{j,i}) = F_i^{-1}\left(\frac{j-0.5}{N_{Sim}}\right), i = 1,2,\dots,N_{Var}$$
$$j = 1,2,\dots,N_Sim \qquad (۳)$$

در این رابطه $p_{j,i}$ بیانگر احتمال مربوط به متغیر تصادفی x_i کوچک‌تر یا مساوی $x_{j,i}$ است و F_i^{-1} نیز تابع توزیع احتمال معکوس مربوط به متغیر x_i می‌باشد. در این تحقیق تعداد متغیرهای تصادفی، N_{var}، برابر ۵ و تعداد ترکیب‌های تولید شده از آنها، N_{sim}، برابر ۵۰ می‌باشد.



شکل ۲ نحوه تولید نمونه‌های تصادفی با روش LHS [26]

در این روش نمونه‌گیری، یک هم‌بستگی ذاتی ناصحیح بین مقادیر متغیرهای تصادفی ایجاد می‌شود که برای حداقل کردن میزان خطا E (بین هم‌بستگی هدف T مربوط به متغیرهای تصادفی و هم‌بستگی ذاتی ذکرشده A) از روش تبرید شبیه‌سازی‌شده (SA) که یکی از الگوریتم‌های توسعه‌یافته در هوش مصنوعی است، استفاده شده‌است [27].

تبرید شبیه‌سازی‌شده

در الگوریتم شبیه‌سازی تبرید (SA)، نقطه‌ی s یک حالت از سیستم فیزیکی محسوب می‌شود و تابع E(s) مشابه با انرژی داخلی سیستم در حالت s است. هدف آن است که با شروع سیستم از یک حالت اولیه‌ی دل‌خواه (یک s_0 دل‌خواه)، به حالتی رسیده شود که تابع E(s) در آن کمینه است. در واقع، با شروع از یک حالت دل‌خواه از سیستم فیزیکی، به حالتی رسیده می‌شود که انرژی داخلی سیستم در آن حالت کمینه است (سیستم کمترین انرژی را در آن حالت خواهد داشت). این تعاریف به فرم ریاضی این گونه تعریف می‌شود که اختلاف بین ماتریس‌های هم‌بستگی به‌صورت زیر تعریف شود و خطای کلی برمبنای رابطه‌ی (٤) کمینه شود [27].

$$E = \sum_{i=1}^{N_{var}} \sum_{j=i+1}^{N_{var}} W_{ij}(E_{ij})^2 \qquad (٤)$$

در این رابطه W_{ij} وزن متناظر با هر درایه از ماتریس $E = T - A$ می‌باشد. در ساده‌ترین الگوریتم SA دو مرحله به شرح زیر وجود دارد:

۱. جهش. در این مرحله چیدمان فرزند (نسل جدید) از درایه‌های مربوط به ترکیب متغیرهای تصادفی تولید می‌شود.

۲. انتخاب. در این مرحله چیدمان فرزند انتخاب می‌شود اگر و تنها اگر مقدار خطای رابطه‌ی (۳) کاهش یابد. در غیر این صورت چیدمان والد از نسل قبل باقی خواهد ماند. در واقع به زبان ریاضی شرط پذیرش چیدمان نسل جدید برمبنای اختلاف خطای ΔE بین نسل جدید E_{off} و نسل قدیم E_{par} قابل محاسبه است.

$$P(\Delta E = E_{Off} - E_{Par}) = \begin{cases} ۱ & \Delta E \leq ۰ \\ \frac{۱}{۱ + \exp(\Delta E/t)} & \Delta E > ۰ \end{cases}$$ (۵)

در این رابطه $P(\Delta E)$ احتمال پذیرش چیدمان با سطح انرژی بالاتر است که از تابع بولتزمن تبعیت می‌کند. در ضمن t نیز بیانگر دما می‌باشد. حال اگر $\Delta E > ۰$ باشد، $P(\Delta E)$ باید با مقدار عددی متغیر تصادفی یکنواخت U از بازه‌ی [۰,۱) انتخاب شود. اگر $u < P(\Delta E)$ باشد، چیدمان مربوط به نسل جدید انتخاب می‌شود و در غیر این صورت چیدمان مربوط به نسل قبل باقی می‌ماند. این روند تا زمانی که خطا به مقدار قابل قبولی برسد ادامه خواهد یافت.

آزمون آماری برازندگی

آزمون تشخیص برازندگی یک روش آماری برای تشخیص این است که آیا متغیر مورد بحث، از یک تابع توزیع احتمال خاص تبعیت می‌کند یا خیر. در این زمینه، آزمون آماری کولموگروف- اسمیرنف (KS) یکی از تست‌های معتبر آماری می‌باشد که کاربرد بسیار زیادی دارد و البته استفاده از آن نیز بسیار ساده می‌باشد [28]. اگر فرض شود $x_۱, x_۲, x_۳, \ldots, x_n$ مقادیر مرتبط با متغیر تصادفی هستند و i نیز شمارنده‌ی متغیر باشد، تابع توزیع تجربی متغیر تصادفی، ECDF می‌باشد که مقدار آن برابر با $\frac{i}{n}$ است. حال با این فرض که F(x) تابع توزیع احتمال CDF تحلیلی متغیر تصادفی باشد، آماره‌ی آزمون KS یعنی D به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$D = \max_{i=۱}^{n}\{|ECDF(x_i) - F(x_i)|\} = \max_{i=۱}^{n}\left\{\left|\frac{i}{n} - F(x_i)\right|\right\}$$ (۵)

در یک آزمون آماری احتمال این که یک فرض اولیه صحیح باشد، اما به‌اشتباه، آن فرض رد شود، خطای نوع اول تعریف می‌شود. درواقع α سطح اهمیت است و در یک سطح اهمیت خاص اگر اندازه‌ی آماره‌ی تست KS از مقدار $c_{n,\alpha}$ بزرگ‌تر باشد فرض اولیه رد می‌شود (H=1) و در غیر این صورت این فرض قابل‌قبول می‌باشد (H=0). لازم به ذکر است که $c_{n,\alpha}$ معیار تست آماری است و تابعی از n و α می‌باشد که از طریق رابطه‌ی زیر قابل‌محاسبه است [29].

$$P(D > c_{n,\alpha}) = \alpha$$ (٦)

در این رابطه P بیانگر احتمال می‌باشد و طبق تعریف حداقل میزان α که باعث قبول شدن فرض آزمون می‌گردد P-Value نامیده می‌شود. درواقع P-Value تابعی از توزیع تجربی است و اگر مقدار آن از α بزرگ‌تر یا مساوی با آن باشد، آزمون پذیرفته می‌شود و در غیر این صورت آزمون رد می‌شود. معمولا مقادیری که برای α در نظر گرفته می‌شود برابر 0.05، 0.01 و یا 0.1 است که در این تحقیق مقدار 0.05 درنظر گرفته شده‌است [30].

جدول ۳ مشخصات آماری متغیرهای تصادفی مفاصل پلاستیک [22]

پارامتر	θ_p	θ_{pc}	Λ	$M_y/M_{y,p}$	M_c/M_y
توزیع	لوگ نرمال	لوگ نرمال	لوگ نرمال	نرمال	نرمال
میانگین	محاسبه‌شده	محاسبه‌شده	محاسبه‌شده	۱,۱۷	۱,۱۱
انحراف از معیار	۰,۳۲	۰,۲۵	۰,۳۵	۰,۲۱	۰,۰۵

جدول ٤ مقادیر عددی کوواریانس بین متغیرهای تصادفی [22]

پارامتر	θ_p	θ_{pc}	Λ	$M_y/M_{y,p}$	M_c/M_y
θ_p	۱,۰۰	۰,٦۹	۰,٤٤	۰	۰
θ_{pc}	۰,٦۹	۱,۰۰	۰,٦۷	۰	۰
Λ	۰,٤٤	۰,٦۷	۱,۰۰	۰	۰
$M_y/M_{y,p}$	۰	۰	۰	۱,۰۰	۰
M_c/M_y	۰	۰	۰	۰	۱,۰۰

مدل‌سازی عدم قطعیت‌های شناختی

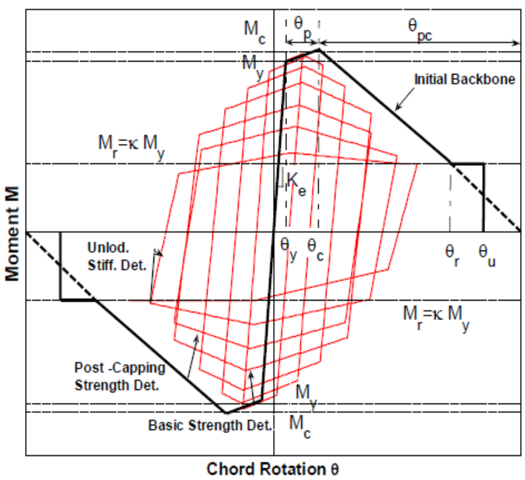
همان‌طور که پیشتر گفته شد، برای لحاظ کردن عدم قطعیت‌های ناشی از رفتار مفاصل پلاستیک (عدم قطعیت شناختی) در ابتدا نیاز به یک مدل هیسترزیس است که بتواند تمام پدیده‌های تأثیرگذار روی تعیین تقاضای لرزه‌ای تا خرابی را در برگیرد. مدل مفاصل پلاستیک متمرکز اولین بار در سال ۱۹۹۳ توسط رهنما و کراوینکلر [31] مطرح شد که به‌طور گسترده‌ای در طی ده سال اخیر استفاده شده‌است. آخرین اصلاح این مدل، مدل اصلاح‌شده‌ی آیبارا- کراوینکلر [21] می‌باشد که در این تحقیق استفاده شده‌است (شکل ۳). سه جزء اصلی این مدل شامل موارد زیر است:

۱. منحنی پوش هیسترزیس که رفتار اولیه‌ی یک سیستم بدون کاهندگی سیکلیک را تعریف می‌کند.

۲. یک مجموعه قوانین که مدل هیسترزیس را بین حدود تعیین‌شده توسط منحنی پوش هیسترزیس تعریف می‌کند.

۳. مجموعه قوانینی که مودهای کاهندگی را باتوجه به حدود منحنی پوش هیسترزیس تعریف می‌کند.

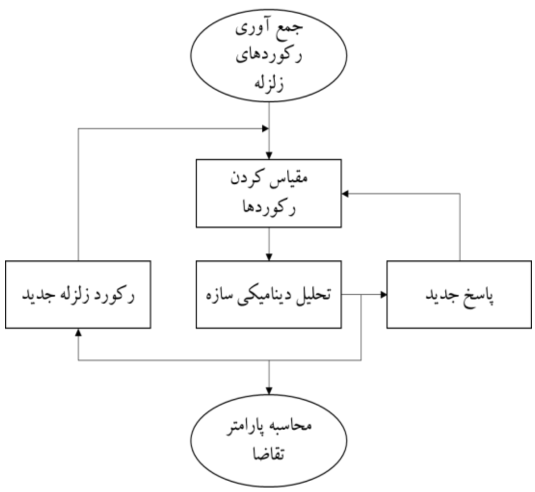
در مرحله‌ی بعد، پنجاه مدل هیسترزیس به صورت تصادفی تولید شده‌است که دارای پارامترهای متغیر فوق می‌باشند. ضمنا به‌منظور مقایسه، یک مدل نیز که دارای پارامترهای میانگین است درنظر گرفته شده‌است. این مدل‌های هیسترزیس به قاب خمشی مورد مطالعه اختصاص داده شده‌است که مجموعا پنجاه مدل سازه‌ای با مفاصل پلاستیک متفاوت را ایجاد کرده‌است.



شکل ۳ مدل اصلاح‌شده‌ی آیبارا- کراوینکلر برای بارگذاری چرخه‌ای [21]

تحلیل IDA

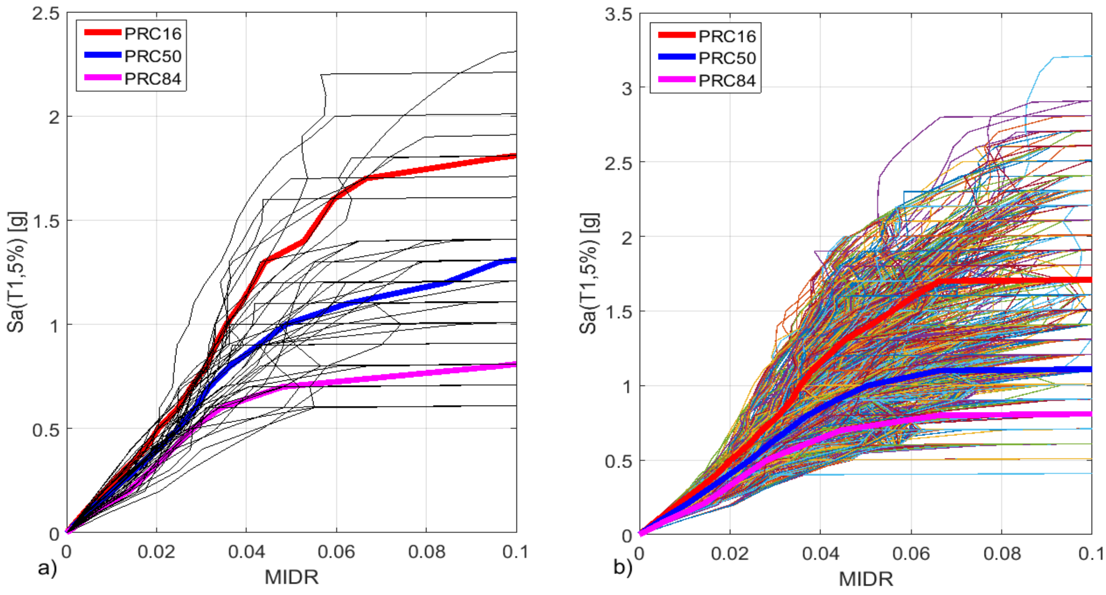
در اولین گام، تحلیل IDA بر روی قاب‌ها انجام شد. این تحلیل به صورت دینامیک رفتار سازه را از ناحیه‌ی الاستیک تا فروریزش نشان می‌دهد. در شکل (٤) مراحل این روش به‌صورت شماتیک نشان داده شده ست. منحنی‌های IDA سازه در شکل (٥) ترسیم شده‌است.



شکل ٤ مراحل روش IDA

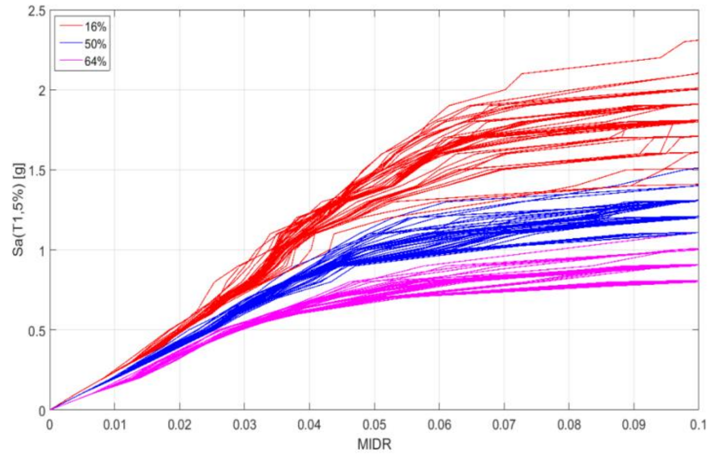
همچنین به‌منظور خلاصه‌سازی انبوه اطلاعات به‌دست‌آمده در تحلیل IDA، دسته‌ی منحنی‌های IDA و منحنی‌های خلاصه شده‌ی مربوط به مدل میانگین رسم شده‌است (شکل ۵- الف). در شکل (۵- ب) نیز دسته منحنی‌های IDA مربوط به تمامی پنجاه ترکیب تصادفی (۲۰۰۰ منحنی) در یک دستگاه مختصات رسم شده‌اند. در این شکل، منحنی‌های خلاصه‌شده‌ی هر ۲۰۰۰ رکورد نیز ترسیم شده‌است. در این شکل‌ها، محور افقی مربوط به مقادیر گریز (MIDR) است و محور قائم نیز مربوط به مقادیر شتاب طیفی در زمان تناوب مود اول ارتعاشی سازه با درنظر گرفتن ضریب میرایی ۵٪ است.

شکل (۵) حاوی اطلاعات بسیار مهمی می‌باشد. برای مثال در مدل میانگین اولین و آخرین رکورد زلزله به‌ترتیب در سطوح 0.6g و 2.3g به حد خرابی می‌رسد. این در حالی است که در سایر مدل‌ها اولین و آخرین رکورد زلزله به‌ترتیب در سطوح 0.4g و 3.25g به حد خرابی می‌رسد، اما ملاحظه می‌گردد که منحنی های خلاصه شده‌ی IDA در هر دو شکل تقریبا دارای رفتار یکسان هستند. توضیح بیشتر آن‌که چه در مدل میانگین و چه درمورد همه‌ی پنجاه مدل، ۱٦٪، ۵۰٪ و ۸٤٪ رکوردها تقریبا در سطوح 0.7g، 1.2g و 1.7g به حد خرابی خود می‌رسند. البته این اختلاف درمورد منحنی خلاصه شده در صدک ۵۰٪ کمی بیشتر می‌باشد. برای بررسی بیشتر تغییرات منحنی‌های خلاصه شده‌ی IDA، شکل (٦) رسم شده‌است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، هرچه سطح شتاب طیفی بیشتر می‌شود، میزان پراکندگی گریز مربوط به این منحنی‌ها نیز بیشتر می‌شود و هر چه مقدار گریز نیز بیشتر می‌گردد، مقدار پراکندگی شتاب طیفی مربوط به این منحنی‌ها نیز بیشتر می‌شود. از طرفی پراکندگی شتاب طیفی منحنی‌های خلاصه شده نشانگر آن است که صدک ۸٤٪ اکثر رکوردها از نظر رسیدن به حد خرابی دارای رفتار مشابهی است، اما در صدک ١٦ رفتار متفاوتی مشاهده می‌شود.



(ب) (الف)

شکل ۵ منحنی‌های IDA و منحنی‌های خلاصه‌شده: الف) مدل میانگین، ب) پنجاه مدل تصادفی

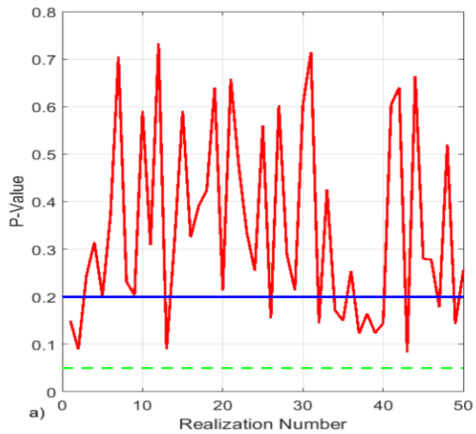


شکل ٦ منحنی‌های خلاصه‌شده‌ی IDA برای تمامی پنجاه مدل تصادفی

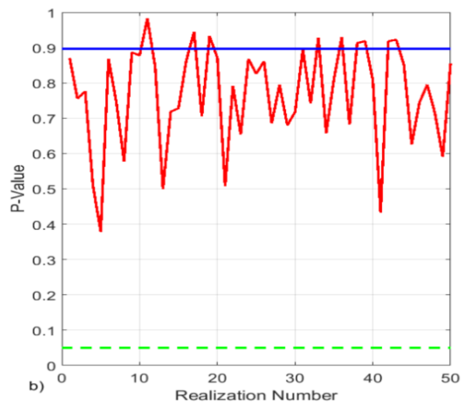
منحنی‌های شکنندگی

برای رسم منحنی‌های شکنندگی، ابتدا حالات حدی IO، CP و GI تعریف شده‌اند. حد IO یا حد سکونت فوری متناظر با گریز 0.02 در منحنی‌های IDA اســت. CP یا آســتانه‌ی ریزش، حداقل مقدار گریز 0.1 و گریز متناظر با نقطه‌ای از IDA اســت، که در آن نقطه شــیب منحنی IDA به‌اندازه‌ی 0.20 شیب اولیه‌ی آن می‌باشد. درنهایت G نیز به‌صـــورت ناپایداری دینامیکی ســـازه تعریف شده‌ا ست که معادل با نقطه‌ای از منحنی IDA ا ست که در آنجا منحنی به‌صورت افقی درمی‌آید [32].

حال می‌باید قبل از ترسـیم منحنی‌های شـکنندگی لرزه‌ای، فرض لوگ نرمال بودن شتاب‌های طیفی متناظر با هر ســه حالت حدی برای تمامی مدل‌های تصـادفی بررســی شــود. برای این منظور از تســت آماری KS اســتفاده شــده‌اســت. خروجی این آزمون، احتمال P-Value می‌باشـد (محور قائم در شـکل ٥) که اگر مقدار آن بزرگ‌تر از سـطح اهمیت یعنی 0.05 باشـد، فرض لوگ نرمال تأیید و در غیر از این صورت رد می‌شود. در شـکل (٧) منحنی‌های قرمز رنگ مربوط به مقادیر P-Value پنجاه مدل تصادفی است و خطوط آبی رنگ نیز مربوط به مقادیر P-Value مدل میانگین می باشـند. هم‌چنین خط‌چین سـبز رنگ نیز بیانگر سـطح اهمیت 0.05 می‌باشد.



(الف) حالت حدی IO

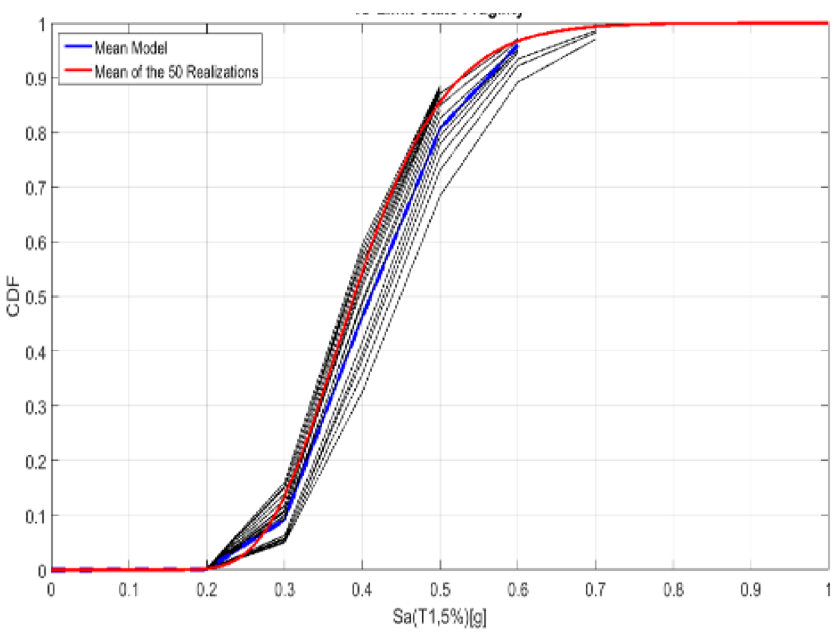


ب) حالت حدی GI

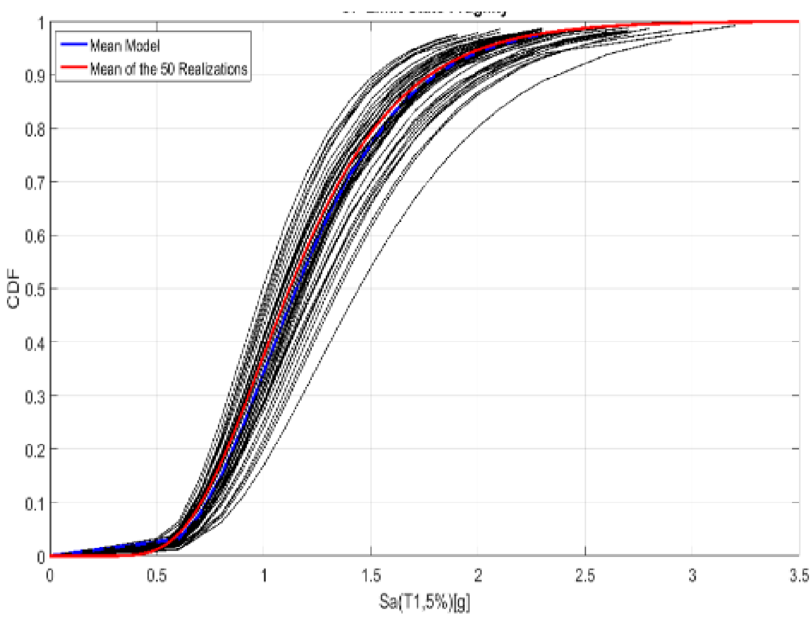
شکل ۷ مقادیر P-value تست KS

مطابق شـــکل، در هر دو نمودار (که متناظر با حالات حدی IO و CP هســتند) مشــخص اســت که

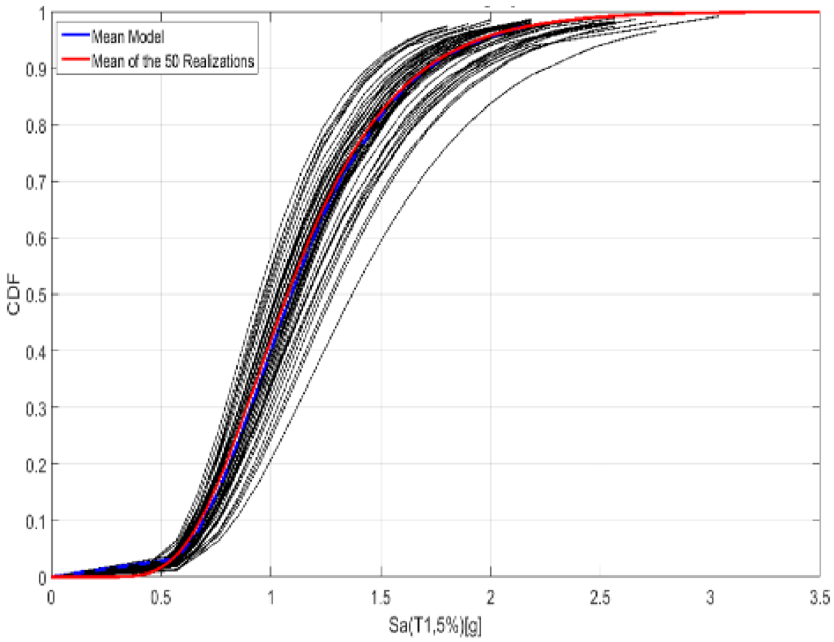
مقادیر P-Value مربوط به مدل میانگین و هر یک از پنجاه مدل تصادفی بزرگ‌تر از سطح اهمیت $\alpha = ۰.۰۵$ می باشد. این موضوع فرض لوگ نر مال را برای شتاب‌های طیفی در کلیه‌ی مدل‌ها، متناظر با هر سه حالت حدی تأیید می‌کند. از آنجا که دو حالت حدی CP و GI نسبتا نزدیک به یکدیگر هستند، لذا مقادیر P-Value تنها برای حالت حدی CP ترسیم شده‌است. درضمن، مقادیر P-Value مربوط به مدل میانگین در حالت حدی CP از P-Value اکثر مدل‌های تصادفی دیگر بزرگ‌تر می‌باشد، اما این موضوع درمورد حالت حدی IO دقیقا برعکس است و در این حالت حدی مقادیر P-Value در برخی از مدل‌ها به کمتر از 0.10 نیز می‌رسد.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۸ منحنی‌های تحلیلی شکنندگی شتاب طیفی: الف) حالت حدی IO، ب) حالت حدی CP، ج) حالت حدی GI

در آخرین گام، منحنی های شکنندگی لرزه‌ای متناظر با هر سه حالت حدی برای کلیه‌ی مدل‌ها در شکل (۸) ترسیم شده‌اند. محور افقی، شتاب طیفی متناظر با حالات حدی مذکور است و محور قائم نیز معرف تابع توزیع احتمال آنها می باشد. نمودارهای سیاه‌رنگ مربوط به هر یک از پنجاه نمونه‌ی تصادفی تولیدشده، نمودار آبی‌رنگ مربوط به مدل میانگین و نمودار قرمزرنگ نیز مربوط به میانگین پنجاه نمونه‌ی تصادفی می باشد. مطابق شکل، اختلاف منحنی شکنندگی مدل میانگین و میانگین پنجاه مدل در حالت حدی IO قابل ملاحظه می‌باشد، اما این اختلاف در دو حالت حدی CP و GI کمتر است. درضمن، منحنی‌های شکنندگی مربوط به دو حالت حدی CP و GI بسیار نزدیک به یکدیگر می‌باشند که این موضوع نیز مؤید نتایج به‌دست‌آمده‌ی قبلی می‌باشد. درواقع می‌توان گفت که پارامترهای دارای عدم قطعیت شناختی در منحنی لنگر چرخش مفاصل پلاستیک تیرها و ستون‌های قاب خمشی متوسط فولادی بیشترین تأثیر خود را بر منحنی شکنندگی متناظر با حالت حدی IO دارند. به عبارت دیگر در دو حالت حدی CP و GI اگر امکان انجام تحلیل دینامیکی افزایشی برای تمامی پنجاه نمونه نباشد، منحنی شکنندگی مربوط به مدل میانگین جواب نسبتا قابل قبولی خواهد داشت، اما در مورد حالت حدی IO این گونه نیست و اثر عدم قطعیت‌های شناختی بسیار حائز اهمیت می‌باشد.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق اثر عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی مورد بررسی قرار گرفت. برای انجام این ارزیابی از تحلیل دینامیکی افزایشی تعمیم‌یافته استفاده شد. اثر عدم قطعیت‌های ذاتی باا ستفاده از چهل رکورد متفاوت زلزله مدل شد و برای لحاظ کردن اثر عدم قطعیت های شناختی، پنج پارامتر مدل سازی مصالح مفصل‌های پلاستیک اعضای سازه‌ای به‌صورت متغیر درنظر گرفته شد. سپس بااستفاده از روش LHS منحنی های IDA مربوط به هریک از نمونه‌های تصادفی ایجادشده، تولید شد تا اثر آنها بر منحنی‌های شکنندگی بررسی شود. نتایج این

مطالعه به‌طور خلاصه به‌شرح زیر می‌باشد:

۱. باتوجه به نمودارهای IDA می‌توان گفت که عدم قطعیت های ذاتی رکورد به‌رکورد زلز له بسیار تأثیرگذار است، چرا که در هر مدل پراکندگی پاسخ‌های لرزه‌ای سازه در سطوح مختلف اندازه‌ی شدت (به‌خصوص در سطوح بالاتر) قابل توجه می‌باشد.

۲. عدم قطعیت‌های شناختی مربوط به پارامترهای مدل مفاصل پلاستیک، باعث تغییرات قابل ملاحظه‌ای در پاسخ لرزه‌ای سازه می‌شود. برای مثال در مدل میانگین، اولین و آخرین رکورد زلزله به‌ترتیب در سطوح 0.6g و 2.3g به حد خرابی می‌رسد. این در حالی است که در سایر مدل‌ها، اولین و آخرین رکورد زلزله به‌ترتیب در سطوح 0.4g و 3.25g به حد خرابی می‌رسد.

۳. اختلاف منحنی شکنندگی مدل میانگین و میانگین پنجاه مدل در حالت حدی IO قابل ملاحظه می‌باشد، اما این اختلاف در دو حالت حدی CP و GI کمتر است.

٤. در واقع می توان گفت که پارامتر های دارای عدم قطعیت شناختی در منحنی لنگر چرخش مفاصل پلاستیک تیرها و ستون‌های قاب خمشی متوسط فولادی بیشترین تأثیر خود را بر منحنی شکنندگی متناظر با حالت حدی IO دارند.

لازم به ذکر است که در این مقاله باتوجه به تعداد زیاد تحلیل‌ها از تعداد پنجاه نمونه برای بررسی عدم قطعیت‌ها استفاده شد. هرچه تعداد نمونه‌ها بیشتر باشد پراکندگی نتایج کمتر می‌شود و مقادیر عدم قطعیت‌ها کاهش می‌یابند. در مورد منحنی‌های IDA می‌توان گفت که احتمالا منحنی صدک‌های ۱٦ و ۸٤ درصد به منحنی میانه نزدیک خواهند شد. در منحنی‌های شکنندگی نیز اختلاف منحنی مدل میانگین و میانگین پنجاه مدل کمتر خواهد شد.

مراجع

1. Horspool, N.A., King, A.B., Lin, S.L., and Uma, S.R., "Damage and losses to residential buildings during the Canterbury earthquake sequence.", *2016 New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Conference. (2016).
2. Jiang, L., and Ye, J., "Quantifying the Effects of Various Uncertainties on Seismic Risk Assessment of CFS Structures", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 18, No. 1, pp. 241-272, (2020).
3. Jiang, L., Hong, Z., and Hu, Y., "Effects of Various Uncertainties on Seismic Risk of Steel Frame Equipped with Steel Panel Wall", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 16, No. 12, pp. 5995-6012, (2018).
4. Jalayer, F. "Direct probabilistic seismic anaysis: implementing non-linear dynamic assessments", Stanford University, 2003.

O'Reilly, G.J., and Sullivan, T.J., "Quantification of Modelling Uncertainty in Existing Italian RC Frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 47, No. 4, pp. 1054-1067, (2018).

6. Dolsek, M., "Estimation of Seismic Response Parameters through Extended Incremental Dynamic Analysis", *Computational methods in earthquake engineering*. Springer, Dordrecht, pp. 285–304, (2011).

7. Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., and Naganuma, T., "Statistical Analysis of Fragility Curves", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, No. 12, pp. 1224–1231, (2000).
8. Banerjee, S., and Shinozuka, M., "Mechanistic Quantification of RC Bridge Damage States under Earthquake through Fragility Analysis", *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 23, No. 1, pp. 12–22, (2008).
9. Celik, O.C., Ellingwood, B.R., "Seismic Fragilities for Non-ductile Reinforced Concrete Frames–Role of Aleatoric and Epistemic Uncertainties", *Structural Safety,* Vol. 32, No. 1, pp. 1-12, (2010).
10. Ajamy, A., Zolfaghari, M.R., Asgarian. B., and Ventura, C. E., "Probabilistic Seismic Analysis of Offshore Platforms Incorporating Uncertainty in Soil-pile-structure Interactions", *Journal of Constructural Steel research,* Vol. 101, Pp. 265-279, (2014).
11. Asgarian, B., and Ordoubadi, B., "Effects of Structural Uncertainties on Seismic Performance of Steel Moment Resisting Frames", *Journal of Constructural Steel research,* Vol. 120, Pp.132–42, (2016).
12. Heidary-Torkamani, H., Bargi, K., Amirabadi. R., and McCllough, N.J., "Fragility Estimation and Sensitivity Analysis of an Idealized Pile-supported Wharf with Batter Piles", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 61, pp. 92–106, (2014).

۱۳. شمس، محمد مهدی، «ارزیابی قابلیت اعتماد قاب‌های بتنی با درنظر گرفتن عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی، (۱۳۹۲).

۱٤. رضایی، فاطمه، گرامی، محسن، نادرپور، حسین، "ارزیابی قابلیت اطمینان لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی به سازی شده با مهاربندهای هم‌گرا با مدل‌های احتمالاتی"، نشریه‌ی مهندسی سازه و ساخت، (٤)۲، صفحات ۱۸–۵، (۱۳۹٦).

15. Kayhani, A., Drabanian, R., Mohsenian, V., and Naderi, R., "Probabilistic Assessment of the Effects of the Uncertainty on the Seismic Peroformance of Steel Frames Equipped with Tuned Mass Damper", *Sharif Journal of Civil Engineering,* Vol. 34, No. 2, pp. 41-50, (2018).

۱٦. آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها دربرابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، ویرایش ٤، مرکز تحقیقات راه و مسکن و شهرسازی، (۱۳۹۳).

۱۷. مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲).

18. American Institute of Steel Construction (AISC), “Specification for Structural Steel Buildings”, ANSI/AISC 360-10, Chicago, (2010).
19. McKenna, F. “OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation”, *Computing in Science & Engineering*, Vol. 13, No. 4, pp. 58-66, (2011).
20. Charney, F.A., "Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134, No. 4, pp. 581–92, (2008).
21. Ibarra, L.F., and Krawinkler, H., "Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations", Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley, CA, (2005).
22. Lignos, D.G., and Krawinkler, H., "Deterioration Modeling of Steel Components in sSupport of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading", *Journal of Structural*

Engineering, Vol. 137, No. 11, pp. 1291–302, (2011).

23. Gholipour, Y., Bozorgnia, Y., Rahnama, M., Berberian. M., and Shojataheri, J., "Probabilistic Seismic Hazard Analysis, Phase I–greater Tehran Regions", Faculty of Engineering, Tehran University, Tehran, (2008).
24. Center, P. E. E. R., "PEER Ground Motion Database", Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, CA, (2013).
25. Lemaire, M., "Structural Reliability", John Wiley & Sons, pp. 233-265, (2013).
26. McKay, M.D., Beckman, R.J., and Conover, W.J., "Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code", *Technometrics,* Vol. 21, No. 2, pp. 239–45, (1979).
27. Vořechovský, M., and Novák, D., "Correlation Control in Small-sample Monte Carlo type Simulations I: A Simulated Annealing Approach", *Probabilistic Engineering Mechics,* Vol. 24, No. 3, pp. 452–62, (2009).
28. Benjamin, J.R., and Cornell, C.A., "Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers", New York: McGraw- *Hill*, pp. 370-499, (1970).
29. Soong, T.T., "Fundamentals of Probability and Statistics for Engineers", John Wiley & Sons, (2004).
30. Walpole, R.E., Myers, R.H., Myers, S.L., and Ye, K., "Probability and Statistics for Engineers and Scientists", Pearson (2012).
31. Rahnama, M., and Krawinkler, H., "Effects of Soft Soil and Hysteresis Model on Seismic Demands", Report No. 108, Stanford University, John A. Blume Earthquake Engineering Center, pp. 34-61, (1993).
32. FEMA., "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-frame Buildings", Report No. FEMA-350 SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, (2000).